

16 MECANISMO DE FALLA DEL TERRENO

16.1 Antecedentes de la inestabilidad y obras propuestas en el periodo 1998-2010

En el tramo donde la carretera Bogotá – Honda cruza frente a la población de Villeta se han debido afrontar situaciones muy delicadas de inestabilidad, las más graves de las cuales se viene presentando a raíz de la construcción de la variante de Villeta en 1997, por el costado NW de la citada población. Esta variante se llevó a cabo en un terreno conformado por Lodolitas algo calcáreas de la Formación Trincheras del cretáceo cubiertas en la parte más alta por un coluvión arcilloso. Las rocas se ubican en zona de falla y se presentan intensamente fracturadas y cizalladas; además las condiciones hidrogeológicas son muy desfavorables con flujo concentrado de agua sub-superficial y subterránea. A continuación se relacionan antecedentes (mencionados también en SCG-Grupo de Rocas Lodosas, 2010).

Desde el inicio de la construcción de esta variante en el periodo 1995 - 1998 se presentaron deslizamientos uno de los cuales de tipo traslacional provocó levantamientos fuertes y continuos de la banca. Varias obras de contención y drenaje fueron desplazadas a causa de los movimientos, los cuales continuaron en los años siguientes hasta el año 2000 cuando la inestabilidad se acrecentó a pesar de la ejecución de nuevas obras entre ellas medidas de contención, drenaje y descarga de la parte superior de la ladera mediante aterrazamientos.

Con el tiempo fue necesario remover grandes volúmenes del material que obstruía la banca, la cual por otra parte se renivelaba periódicamente para mantener la operación de la vía, con efectos siempre adversos. Se realizaron varios estudios ninguno de ellos de fondo, salvo un estudio realizado por la firma AQUATERRA en el Año 2001 que hizo el primer diagnóstico relativamente acertado: se definieron dos movimientos independientes: un deslizamiento en la parte central que se consideró rotacional y un flujo de tierras en la parte norte. Esta firma propuso la construcción de 15 terrazas y una pantalla anclada y varias obras complementarias de drenaje y subdrenaje. La construcción de las terrazas desencadenó nuevos deslizamientos por desconfinamiento de masas coluviales muy húmedas y con la contribución de fuertes lluvias se incrementaron notablemente los desplazamientos durante todo el año 2001.

Hasta este tiempo se habían removido del sitio cerca de un millón de metros cúbicos de materiales. Ante el nuevo escenario geotécnico las obras propuestas por AQUATERRA no se continuaron. Se realizaron entonces nuevos estudios y se adoptaron nuevas medidas, entre otras la construcción de una galería de drenaje la cual se inició en Noviembre de 2001.

La sensación de que la situación había mejorado animó al INVIAS a recuperar la banca y las obras de renivelación requeridas desencadenaron nuevos movimientos y un nuevo cierre de la vía.

Nada importante ocurrió en los dos años siguientes; en Marzo de 2002 la galería había avanzado 165 metros y se habían instalado casi 400 metros de drenes de penetración con el propósito de descargar hacia la galería el agua de la parte superior de la ladera inestable; el drenaje no fue tan efectivo como se esperaba y la galería mostró un sensible deterioro y finalmente se suspendió. A pesar de esto y ante la reducción de los desplazamientos del terreno a mediados del 2002 se intentó de nuevo reabrir la carretera con un resultado muy desalentador pues se registraron entonces los peores movimientos. Se decidió entonces continuar con la carretera cerrada y buscar nuevas estrategias de solución.

A mediados del 2003 la Universidad Nacional-sede de Medellín realizó nuevos estudios con perforaciones, investigación geofísica, ensayos de laboratorio e instrumentación; pese a los antecedentes de la situación se consideró posible recuperar la carretera; se adoptó la solución de construir un contrapeso y un falso túnel a un costo de 4000 millones de pesos. Estos trabajos se iniciaron en Febrero de 2004 y no produjeron el resultado esperado. Un año más tarde se realizó otro estudio por parte de la firma APC Ltda.; por esa misma época se adelantó un proyecto de grado en la Universidad Nacional sede de Bogotá (Castro, 2004; Osorio, 2004).

El estudio de APC Ltda. no permitió adquirir el nivel de información necesario para plantear una solución confiable; en desarrollo de la exploración del subsuelo no se logró localizar la superficie de falla del movimiento mayor, lo cual era fundamental para plantear un mecanismo de falla. Por estas y otras razones esta investigación tampoco condujo a ninguna propuesta de solución en El Cune; por otra parte los resultados del estudio realizado por Castro y Osorio en su proyecto de grado abrieron una pequeña luz: se propone un mecanismo de falla de tipo traslacional activo/pasivo, el cual permite explicar el alzamiento de la banca.

Teniendo en cuenta estos resultados la firma G&C realizó estudios detallados (año 2009) que permitieron obtener un modelo geotécnico acertado del deslizamiento, en el cual se resalta la exploración e instrumentación suficiente para analizar de forma adecuada tanto el mecanismo de falla del terreno como las obras correctivas necesarias para el control de los movimientos.

16.2 Aspectos relacionados con mecanismos de falla en rocas lodosas

Bruce y Scully (1966) en su estudio sobre reconocimiento de zonas inestables en la lutita Pierre, Dakota del Sur (E.E.U.U.), observan que los deslizamientos son en general de tres tipos, a saber: hundimientos, deslizamiento de bloques y deslizamiento de detritos; éstos dependen principalmente del material presente en talud, del grado de meteorización y de la forma de la superficie de deslizamiento.

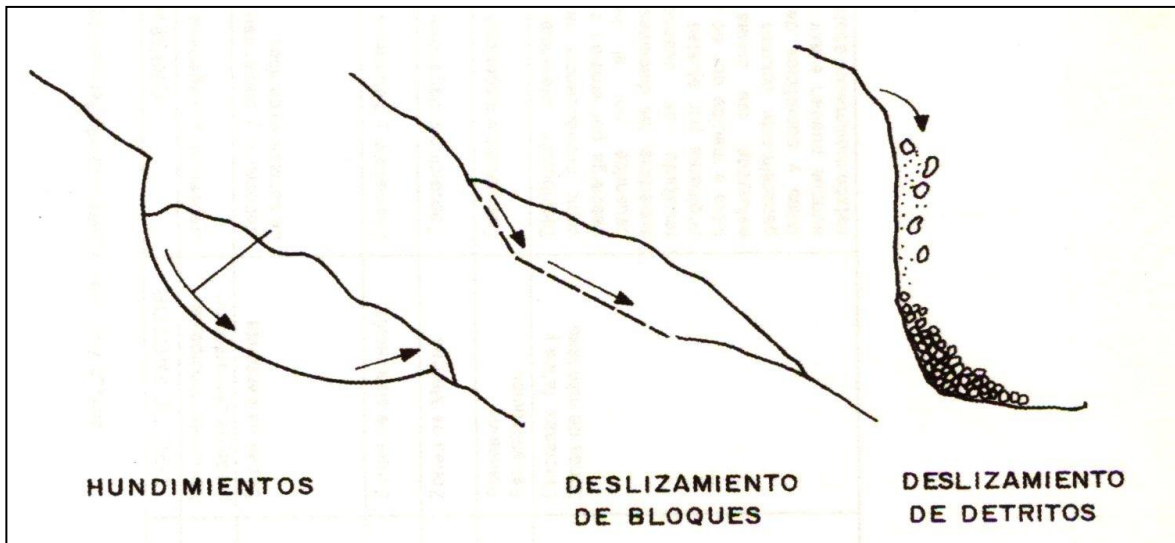


Figura 39. Forma típica de los deslizamientos en roca lodosa Pierre (Bruce y Scully, 1966)

- a) **Hundimientos:** son movimientos de rotación alrededor de un eje paralelo al talud; la superficie de deslizamiento es cóncava hacia arriba; en la corona, la masa deslizada rota hacia atrás y en la pata hacia arriba y afuera; estos deslizamientos se presentan en rocas lodosas degradadas completamente a suelo como en los rellenos artificiales o en coluviones o simplemente en rocas pobremente cementadas con un alto grado de meteorización y la superficie de deslizamiento generalmente está controlada por el contacto del material como suelo y material menos meteorizado; el movimiento inicialmente puede ser de 1.5 m/día, pero la velocidad disminuye a medida que los esfuerzos alcanzan el equilibrio; mientras tienen lugar ajustes menores, el deslizamiento puede moverse entre 1.5 y 3 m/año, estos deslizamientos en general no son muy profundos, debido al poco espesor del perfil de meteorización; sin embargo, cuando este alcanza alguna profundidad se pueden presentar deslizamientos profundos como algunos ocurridos en rocas lodosas de la Formación Cucaracha, Canal de Panamá, en donde el espesor de la zona meteorizada alcanzó en algunos sitios 30 m.

- b) **Deslizamiento de Bloques:** consiste en el movimiento de bloques de lutita hacia abajo y afuera, a lo largo de una superficie generalmente plana; en algunos casos se presenta una pequeña rotación asociada a un hundimiento; tanto en taludes naturales como en excavaciones, generalmente controladas por discontinuidades. En el deslizamiento El Cune se ha registrado un deslizamiento de bloque, con una superficie de falla traslacional y un componente fuerte de levantamiento en la base del deslizamiento.
- c) **Deslizamiento de Detritos:** Es un movimiento hacia abajo o caída libre (6 a 10 m/seg.) de fragmentos de lutita rota y deformada, independientes entre sí, o puede consistir en el reptación (creep) de suelo residual a diferentes contenidos de agua, en cuyo caso la velocidad de movimiento es similar a la del primer tipo; éste último especialmente en lutitas pobremente cementadas.

16.2.1 Efecto de levantamiento de la banca deslizamiento El Cune

Como se mencionó anteriormente el mecanismo de falla del terreno es de tipo traslacional con un efecto importante de levantamiento de la banca. En las siguientes fotografías se describe la situación de inestabilidad del terreno durante los años 1998 y 2000, en los cuales se presentaron los máximos levantamientos de la banca de la vía, con daño importante a estructuras de contención existentes en la zona de la banca de la carretera.

Fotografías 30 a 33.



Fotografía 30. Aspecto de la banca de la vía, vista hacia el norte. Foto C.Palomino S. año 2000.



Fotografía 31. Levantamiento fuerte de la banca. Foto C.Palomino S. año 2000.



Fotografía 32. Vista del talud occidental y levantamiento de la calzada. Nótese el proceso de flujo en el costado norte Foto C.Palomino S. año 2000.



Fotografía 33. Vista de la calzada, hacia el sur. Nótase el levantamiento y afectación de las estructuras de drenaje y contención de la vía. Foto C.Palomino S. año 2000.

El efecto de levantamiento en el periodo de 1998 hasta 2009 fue permanente y alcanzó tasas de levantamiento del orden de 1,5 m/año. Este levantamiento está relacionado con desplazamientos del terreno hacia la parte baja de la ladera con dos contribuyentes principales empujes del terreno por sobrecarga de masas deslizadas en la parte alta y altas presiones hidrostáticas en las superficies de falla existentes que incrementaron el proceso de inestabilidad hasta llegar a la condición de cierre de la banca. Adicionalmente el talud inferior del antiguo corte en cajón está constituido por rocas competentes (areniscas) que restringieron los movimientos del terreno, incrementando el efecto de levantamiento.

16.2.2 Estudios de casos similares en cortes viales en rocas lodosas

Igualmente llama la atención que este mismo efecto de levantamiento se presente en cortes en cajón conformados en otras carreteras. Se menciona un comportamiento muy similar de levantamiento en la vía Bogotá-Villavicencio en el K4+400 excavado en rocas lodosas de la Formación Chipaque, después de realizado el corte se presentó un fuerte levantamiento de la banca de 1,5 m a 2,0 m, comportamiento similar al presentado en el sitio de El Cune. Fotografía 34 y Figura 39.



Fotografía 34. Corte en cajón en rocas lodosas K4+400, carretera Bogotá-Villavicencio. Foto: C. Palomino 2004.

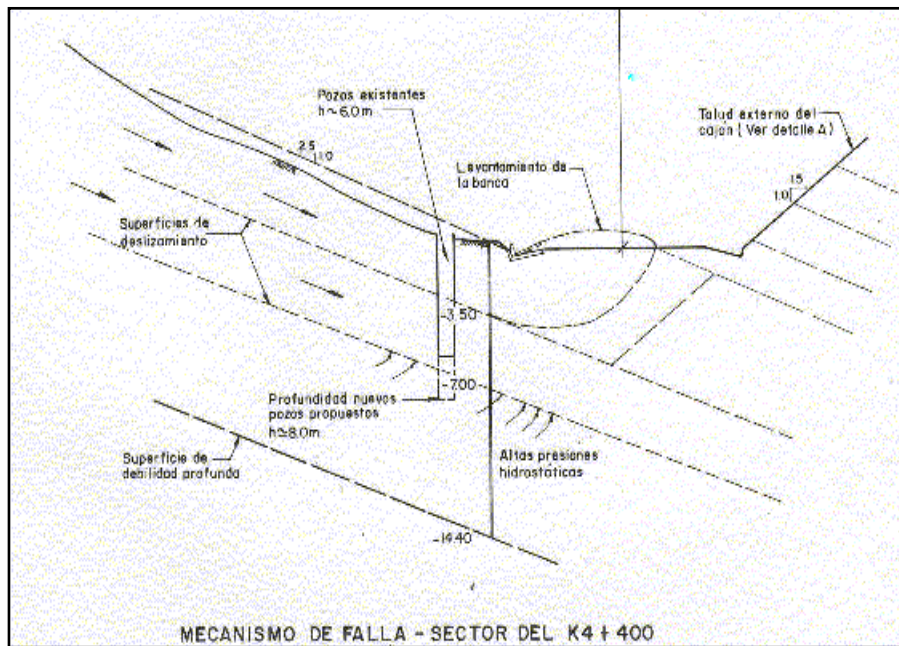


Figura 40. Esquema del mecanismo de falla K4+400, carretera Bogotá-Villavicencio. Fuente: Coviandes S.A.-IGL, 2004.

Se menciona un comportamiento similar de levantamiento de la banca en el K6+800 de la vía Bogotá Villavicencio (año 1.999), corte en rocas lodosas de la Formación Chipaque. En este sitio la magnitud del levantamiento fue del orden de 1,5 m, con una tasa permanente. Fotografía 35.



Fotografía 35. Levantamiento de banca K6+800, carretera Bogotá-Villavicencio. Foto: C. Palomino 1999.

16.2.3 Causas principales del levantamiento de la banca – deslizamiento El Cune

En El Cune al igual que en los casos presentados, el efecto de levantamiento se ha relacionado con los altos valores de presiones de poros medidas y la baja resistencia al corte de los planos de discontinuidades. Después de realizar excavaciones (alivio de esfuerzos por descarga) se presentan condiciones límites de estabilidad – bajos valores de esfuerzo efectivo debido al alivio de esfuerzos por excavaciones y el incremento de presiones de poros durante lluvias intensas. Tabla 9

Basados en los datos de presiones de poros (valores mínimo-medio-máximo) obtenidos, se realizó el siguiente análisis:

Tabla 9. Presiones de Poros Vs. Alturas de relleno y Factores de Seguridad.

Presión de poros (ton/m ²)	Fecha de medición	H de relleno mínimo (m) FS=1,0 Condición Límite	H relleno Intermedia (m) FS= 1,5 Condición Intermedia	H relleno de compensación (m) FS = 1,8 Condición Segura
7,88 (mínimo)	Junio 30 de 2010	4,63	6,94	8,33
16,63 (medio)	Julio 2 de 2010	9,78	14,67	17,60
22,83 (máximo)	Enero 18 de 2010	13,43	20,14	24,17

Se establece que excavaciones de alturas mayores a 4,0 m en este tipo de materiales (Rocas Lodosas) generan una condición límite de estabilidad -Esfuerzo efectivo igual a 0, debida solamente al efecto de disminución del esfuerzo efectivo.

En el caso de El Cune donde se llevan a cabo rellenos de compensación, este análisis nos indica que los rellenos deben ser de alturas mayores a 8,5 m; con el fin de disminuir el efecto de levantamiento del terreno.

Como conclusión se establece que el efecto de levantamiento está muy relacionado con los altos valores de presiones de poros producidas por recarga hidráulica en la parte alta de las laderas. En el estudio de los dos casos precedentes de la carretera Bogotá Villavicencio las obras correctivas consistieron en drenaje profundo, hasta interceptar las superficies de falla de los deslizamientos.

16.3 Mecanismo de falla del terreno planteado en 2004 U. Nacional

Se presentan las principales consideraciones geotécnicas tenidas en cuenta en el trabajo de grado de la Universidad Nacional de Colombia, realizado por el Estudiante Carlos Castro bajo la dirección del Geól. Juan Montero O. en el año de 2004.

En este trabajo se planteó un mecanismo de falla del terreno compuesto por dos movimientos. Se propuso “la existencia de un movimiento controlado estructuralmente en la parte central del corte con un patrón de flujo de agua gobernado por la fisuración y alto grado de fracturamiento de la roca que se concentra en la parte superior de la ladera, hacia la parte central del corte y que es algo más profundo en la zona de falla.” Considerando este mecanismo de falla se calcularon datos estructurales de los planos de discontinuidades. Tabla 10

Tabla 10. Planos de discontinuidad definidos en el trabajo de grado U. Nacional (Castro-Montero año 2004).

DATOS ESTRUCTURALES (tomados en campo)	OBSERVACION
96/69	Diaclasa
45/61	Diaclasa
12/73	Diaclasa
254/30	Estratificación

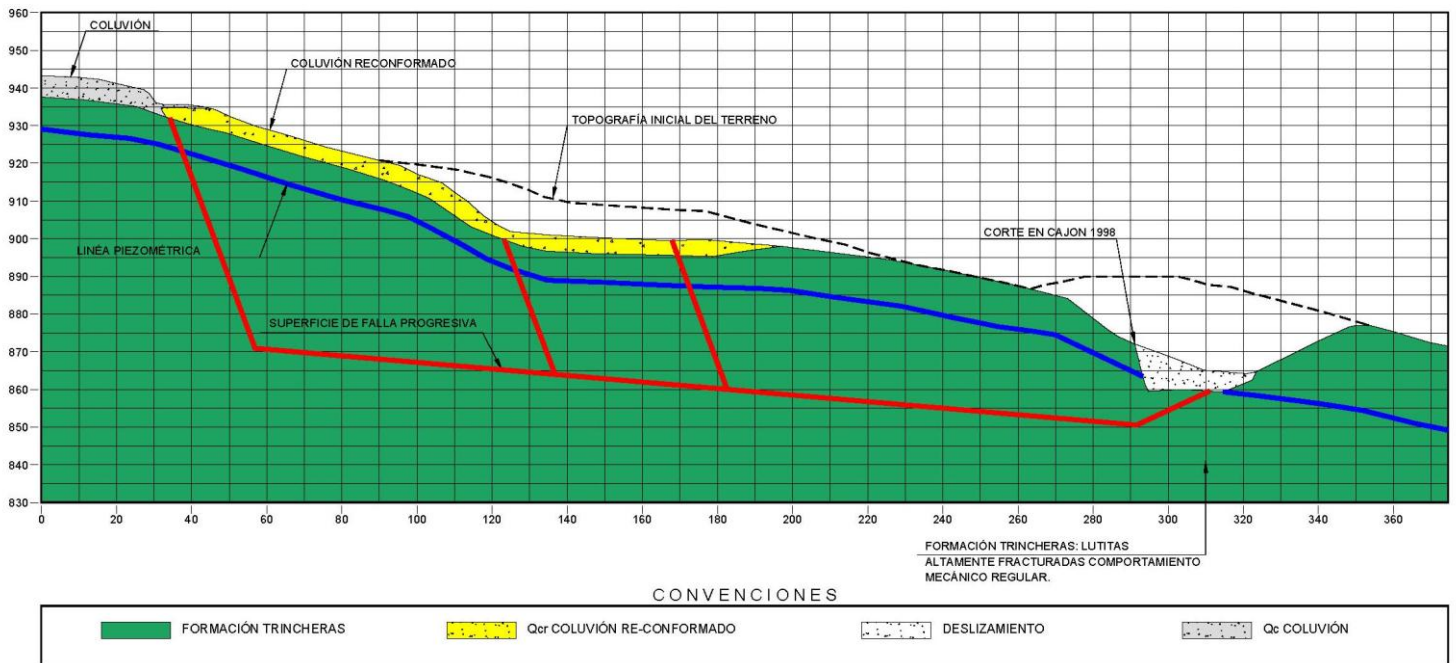


Figura 41. Mecanismo de falla propuesto por U. Nacional (Castro-Montero año 2004).

El mecanismo de falla del terreno planteado en 2004 menciona la incidencia de los planos de discontinuidad del macizo rocoso en el comportamiento del deslizamiento y la presencia de flujo de agua en dichos planos. Se plantearon dos movimientos, uno hacia el sector norte donde predominaron (en el año 2004) flujos de tierras-lodos precedidos de deslizamientos y otro movimiento del terreno hacia la parte central que produjo levantamiento de la banca clasificado como un mecanismo de falla progresiva.

La superficie de falla en este trabajo de grado (Castro-Montero 2004), se delimita en dos sistemas de discontinuidades, una con buzamiento fuerte en la parte posterior (68 grados), otra con un buzamiento de las capas (25 grados) con sentido contrario al plano anterior. Se estimó que el ángulo con la horizontal de la superficie de falla era del orden de 10 grados.

A la luz de lo observado en la actualidad (año 2010) el mecanismo de falla del terreno propuesto en 2004 fue acertado (para la fecha, 2004 y con la información disponible) y planteó la base para modelos geotécnicos posteriores.

El autor del presente trabajo destaca las consideraciones hechas por Castro-Montero, 2004 relacionadas con la incidencia de los planos de discontinuidades y el flujo (subs superficial y profundo) con los movimientos del terreno. Estos dos factores contribuyentes a la inestabilidad se han comprobado en el seguimiento Geotécnico llevado a cabo durante la construcción de las obras correctivas 2009-2010.

16.4 Mecanismo de falla del terreno propuesto en el estudio geotécnico de Geotecnia y Cimentaciones años 2008 - 2009.

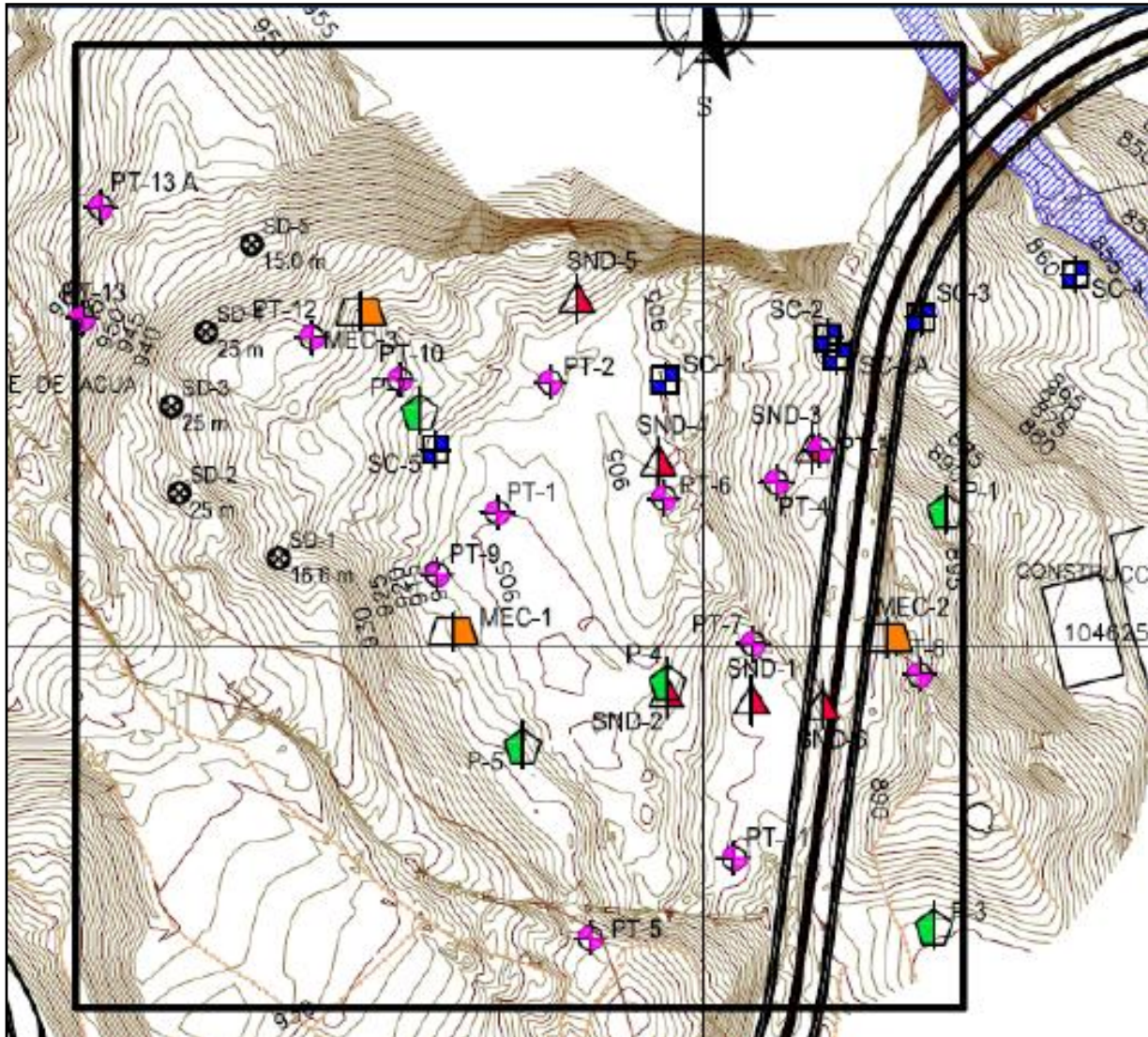
16.4.1 Exploración e investigación del subsuelo

La firma G&C realizó estudios detallados en el año 2009, con la ejecución de exploración e instrumentación suficiente para plantear un modelo geotécnico del deslizamiento, se llevaron a cabo perforaciones de profundidades mayores a 50 m hasta lograr alcanzar las superficies de falla del deslizamiento, en las perforaciones, se instalaron inclinómetros que permitieron establecer desplazamientos del terreno con registro de superficies de falla. En la tabla siguiente se presentan las cantidades de exploración e investigación del subsuelo realizada en el estudio.

Tabla 11. Exploración del Subsuelo G & C 2008-2009

NO.	PERFORACIÓN	NORTE(m)	ESTE (m)	COTA (m)	PROFUNDIDAD (m)
1	PT 1	955.431,7	1.046.294,1	885,2	50,0
2	PT 2	955.449,2	1.046.337,3	887,5	40,0
3	PT 3	955.538,3	1.046.314,7	869,3	33,0
4	PT 4	955.524,1	1.046.304,1	868,0	30,0
5	PT 5	955.510,2	1.046.179,5	875,3	30,0
6	PT 6	955.516,1	1.046.250,0	873,9	51,0
7	PT 7	955.571,3	1.046.240,1	875,3	53,0
8	PT 8	955.411,8	1.046.273,4	878,0	50,0
9	PT 9	955.487,1	1.046.298,7	886,6	45,0
10	PT 10	955.399,5	1.046.338,2	895,3	50,0
11	PT 11	955.462,4	1.046.152,7	892,8	30,0
12	PT 12	955.370,3	1.046.352,1	903,5	50,5
13	PT 13	955.294,1	1.046.358,1	932,5	49,0
13 A	PT 13 A	955.300,1	1.046.395,4	932,2	16,0
1	SD-1	955.347,5	1.046.267,4	910,7	18,6
2	SD-2	955.314,5	1.046.289,1	917,1	25,0
3	SD-3	955.312,0	1.046.317,9	916,5	25,0
4	SD-4	955.323,5	1.046.342,5	913,2	25,0
5	SD-5	955.338,5	1.046.371,7	910,7	15,0

En total se ejecutaron 19 perforaciones y 690 m. En la siguiente figura se presenta una recopilación de las perforaciones realizadas en estudios geotécnicos anteriores periodo 2001-2008.



CONVENCIONES SONDEOS	
	G&C 2008-2009
	SONDEO DESTRUCTIVO G&C 2008-2009
	CONSORCIO VILLET A 2007
	APC 2005
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA – SEDE MEDELLIN 2003
	AQUATERRA 2001

Figura 42. Localización de exploración del subsuelo periodo 2001-2008

16.4.2 Definición de Movimientos principales del terreno

Basados en la recopilación de información geotécnica, exploración del subsuelo y la instrumentación del deslizamiento, G&C planteó dos movimientos principales de movimiento del terreno.

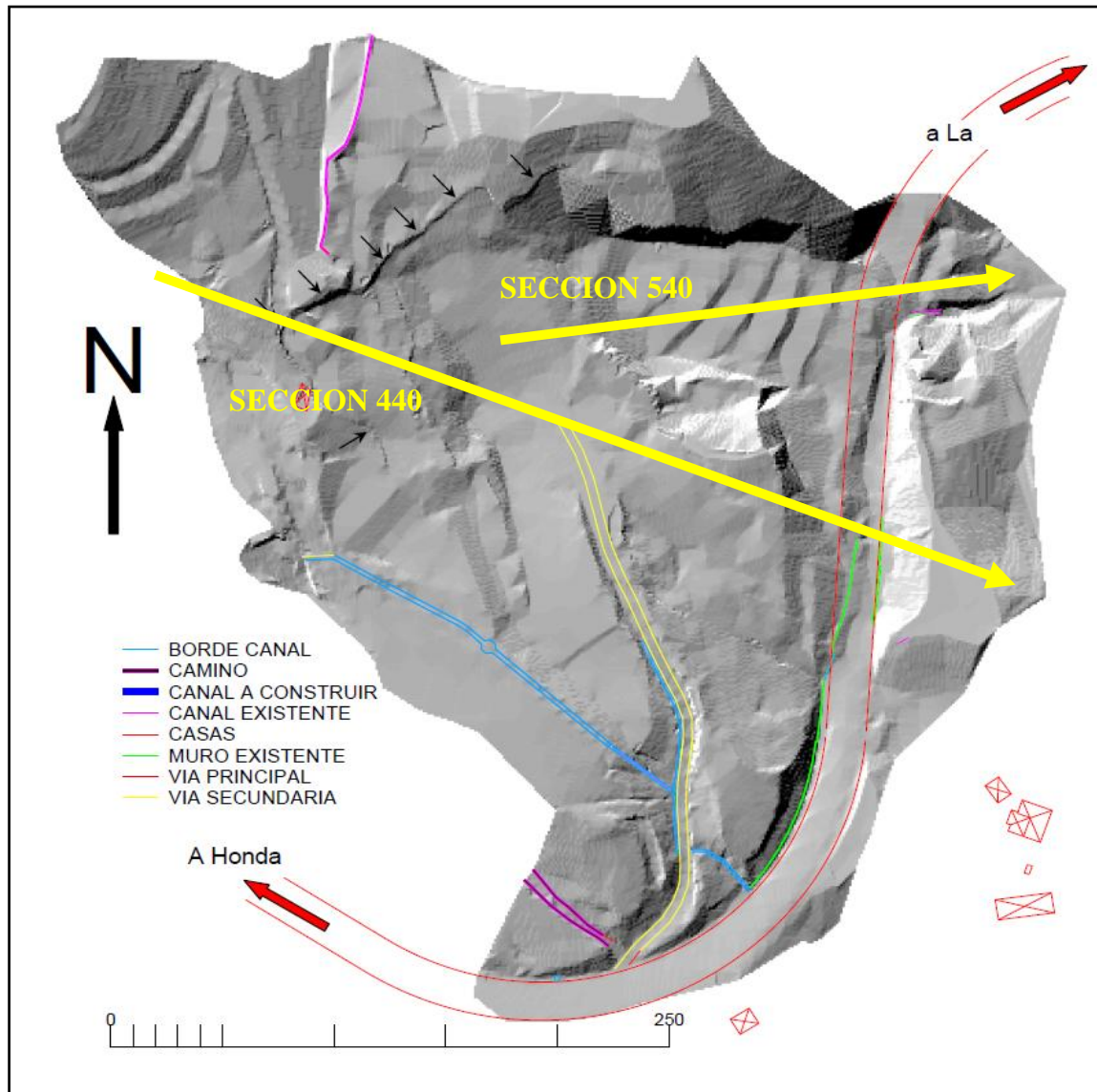


Figura 43. Secciones de Análisis Movimiento 1 (sección 440) Movimiento 2 (Sección 540). Figura tomada de Acuaterra 2001 y modificada C. Palomino S, 2010.

Los movimientos se determinaron con base en las mediciones tomadas en los inclinómetros instalados en el cuerpo del deslizamiento. Estos instrumentos permitieron

establecer las tendencias de los dos movimientos. En las siguientes figuras se presenta el modelo geotécnico de las dos secciones de análisis (**Figuras 44 y 45**).

16.4.3 Mecanismos de falla

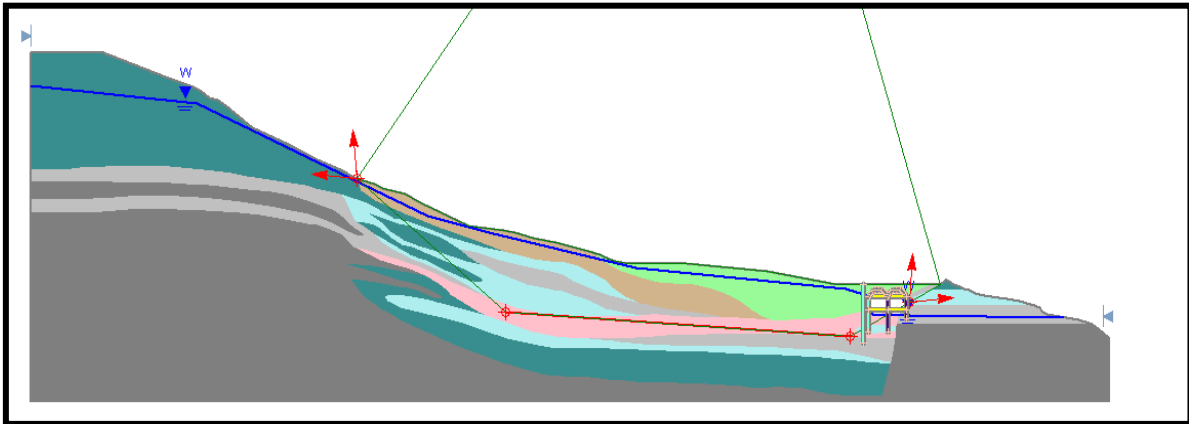


Figura 44. Mecanismo de falla Movimiento 1-Sección 440. Fuente. G y C 2008/09.

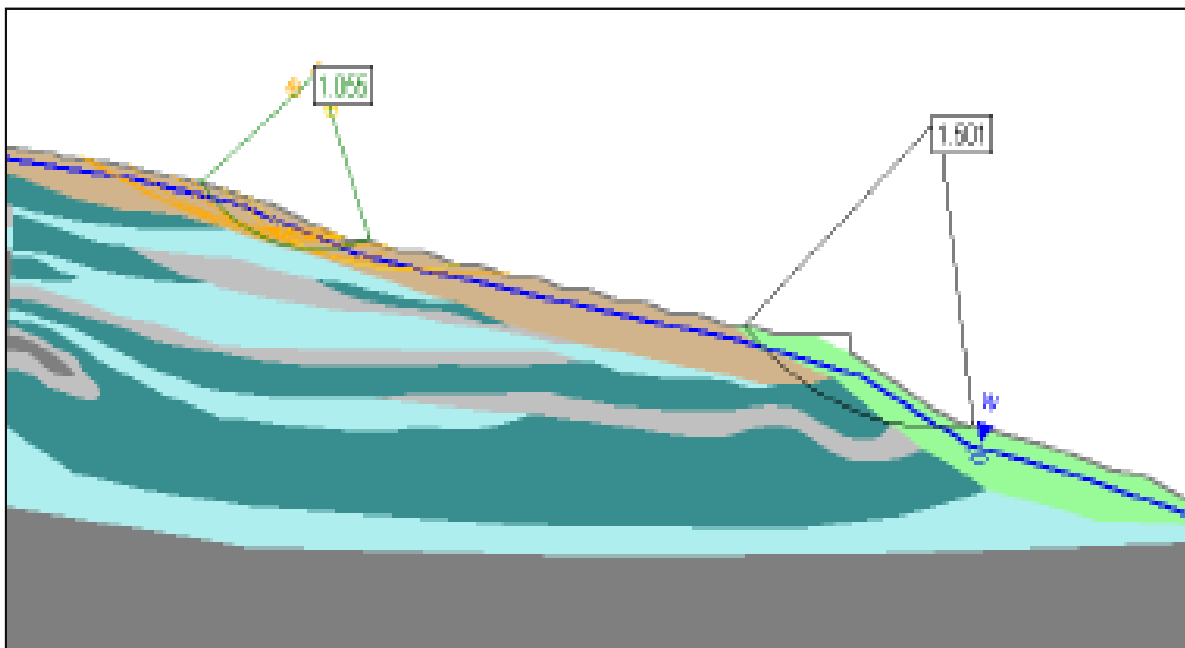


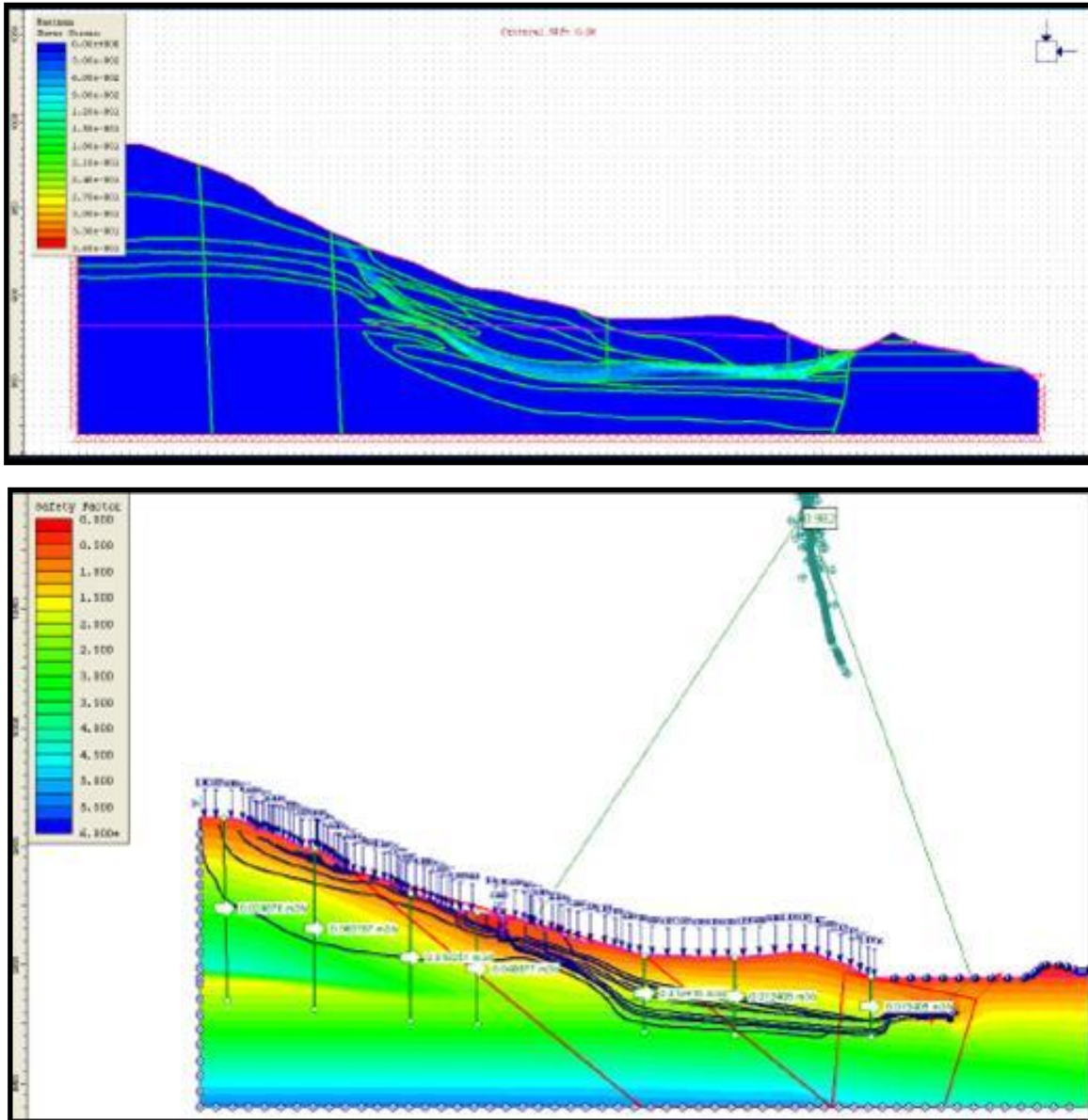
Figura 45. Mecanismo de falla Movimiento 2 - Sección 540. Fuente: G y C 2008/09

En el caso de la sección 440 se observa un mecanismo de falla del terreno de tipo deslizamiento de Bloque-Traslacional controlado por planos de discontinuidades de la roca y aporte superficial del coluvión.

En la 540 un mecanismo de Flujo de tierras (con tendencia baja a la rotación) predomina un espesor de coluvión deslizando sobre el estrato de roca lodosa.

16.4.4 Condición de estabilidad etapa de diseño marzo 2009

Con el modelo geotécnico establecido, se realizaron análisis de Estabilidad determinando el factor de seguridad para la fecha del estudio (2009). Figuras 46 y 47.



Figuras 46 y 47. Análisis inicial - Modelo geotécnico definido G & C 2008/09

16.4.5 Conclusiones relacionadas con el mecanismo de falla periodo 2001-2010

Se considera que con el estudio geotécnico llevado a cabo en el año 2009, se logró establecer un mecanismo de falla del terreno en el deslizamiento El Cune. La exploración e Investigación del Subsuelo fue suficiente para despejar dudas e incertidumbres relacionadas con el comportamiento del deslizamiento.

En esta tesis (C. Palomino S. 2010) se resalta que el mecanismo de falla propuesto en el trabajo de grado U. Nacional 2004 (J. Montero-C. Castro) fue muy acertado y se comprobó con los análisis llevados a cabo en el estudio de G&C 2009. Se destaca la incidencia de los planos de discontinuidad y la presencia de coluviones en el mecanismo de falla. Igualmente el fuerte efecto de levantamiento en la base del deslizamiento, asociado con la presencia de altas hidrostáticas en las superficies de falla medidas durante la ejecución de las obras 2009-2010 (ver capítulo anterior). Se destacan los siguientes factores contribuyentes al mecanismo de falla del deslizamiento (Observaciones del presente trabajo de grado):

- Presencia de depósitos coluviales arcillosos de espesores importantes, se registran espesores promedio de 15 a 23 m sobreyaciendo rocas lodosas blandas.
- Existencia de rocas blandas lodosas de baja resistencia al corte con presencia de fisuras y planos pulidos de desplazamiento (“slikenslides”) que evidencian movimientos en la roca relacionados con tectónica y minerales arcillosos que se han degradado con el tiempo.
- Procesos de inestabilidad del terreno en los depósitos coluviales localizados en la parte alta de las laderas. Estos depósitos han ejercido un efecto importante de sobrecarga y aporte de aguas de infiltración que ocasionan desplazamientos y esfuerzos de corte en el área del deslizamiento.
- Altas presiones hidrostáticas en la superficie de falla del deslizamiento, alimentada por zonas de recarga regional. En las excavaciones se han observado presiones importantes en las zonas débiles, principalmente entre 12 y 15 m de profundidad.
- Presencia de flujo subterráneo en los estratos de roca lodosa, principalmente en planos de discontinuidad, localizados hacia el flanco derecho del deslizamiento.
- Factores antrópicos.

16.5 Localización de superficies de falla del deslizamiento.

16.5.1 Aspectos relacionados con los procesos de inestabilidad

Desde el año 1998 a 2010 se presentaron varios eventos de inestabilidad del terreno asociados con deslizamientos y flujos asociados con la remoción y conformación del terreno en diferentes etapas constructivas, realizadas para el manejo de la inestabilidad y el nivel del riesgo del deslizamiento sobre los usuarios de la carretera. En los informes técnicos elaborados para el INVIAS en este periodo, no se realizó un análisis juicioso de la posición de la superficie de falla del deslizamiento. Sólo en el estudio geotécnico de G&C 2008-2009 se logró registrar las superficies de falla del deslizamiento.

16.5.2 Superficie de falla en el contacto coluvión /roca

En la perforación No.1 (N955.431,7 E1.046.294,1), el inclinómetro 1 se localizó una superficie de falla en el contacto coluvión/roca, con un espesor promedio de 24,5 m. Se destaca que de los 22,0 m a 24,5 m hay un espesor de roca lodosa muy alterada y blanda, posiblemente triturada por el efecto de movimiento del deposito coluvial sobre la roca menos alterada, en este sitio específico se localiza la superficie de falla del deslizamiento (Sección 440-Movimiento 1). **Figura 48.**

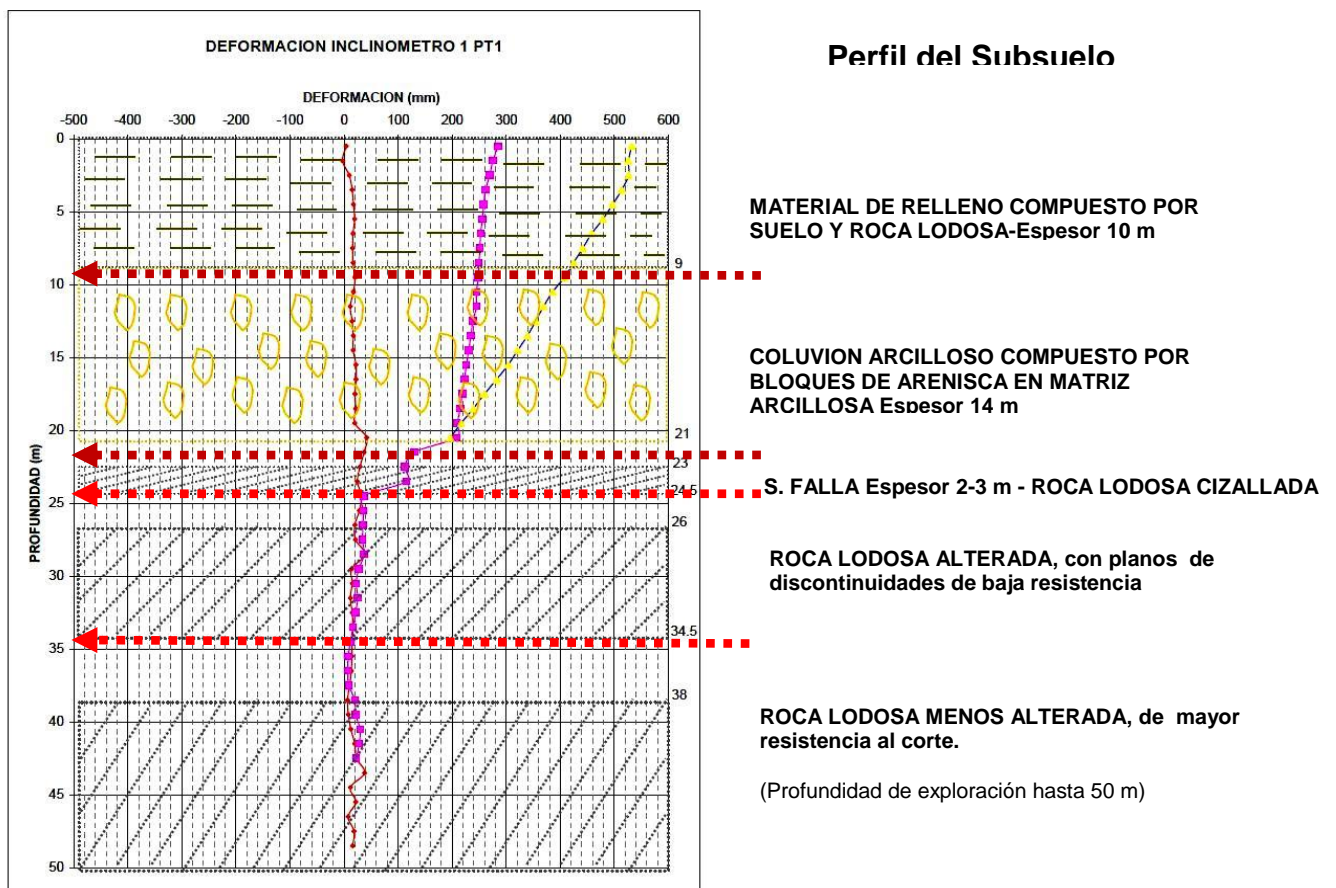


Figura 48. Localización de la superficie de falla contacto coluvión/roca sección 440 (G&C 2008/09).

16.5.3 Superficies de falla en el macizo rocoso-rocas lodosas de Fm. Trincheras

En la perforación No.2 (N955.449,2 E1.046.337,3), inclinómetro 2 se localizó una superficie de falla en el contacto coluvión/roca en un espesor promedio de 24,5 m. y registro de deformaciones importantes hasta los 25,0 m. Este inclinómetro se localizó hacia en la zona intermedia del cuerpo del deslizamiento-Flanco izquierdo.

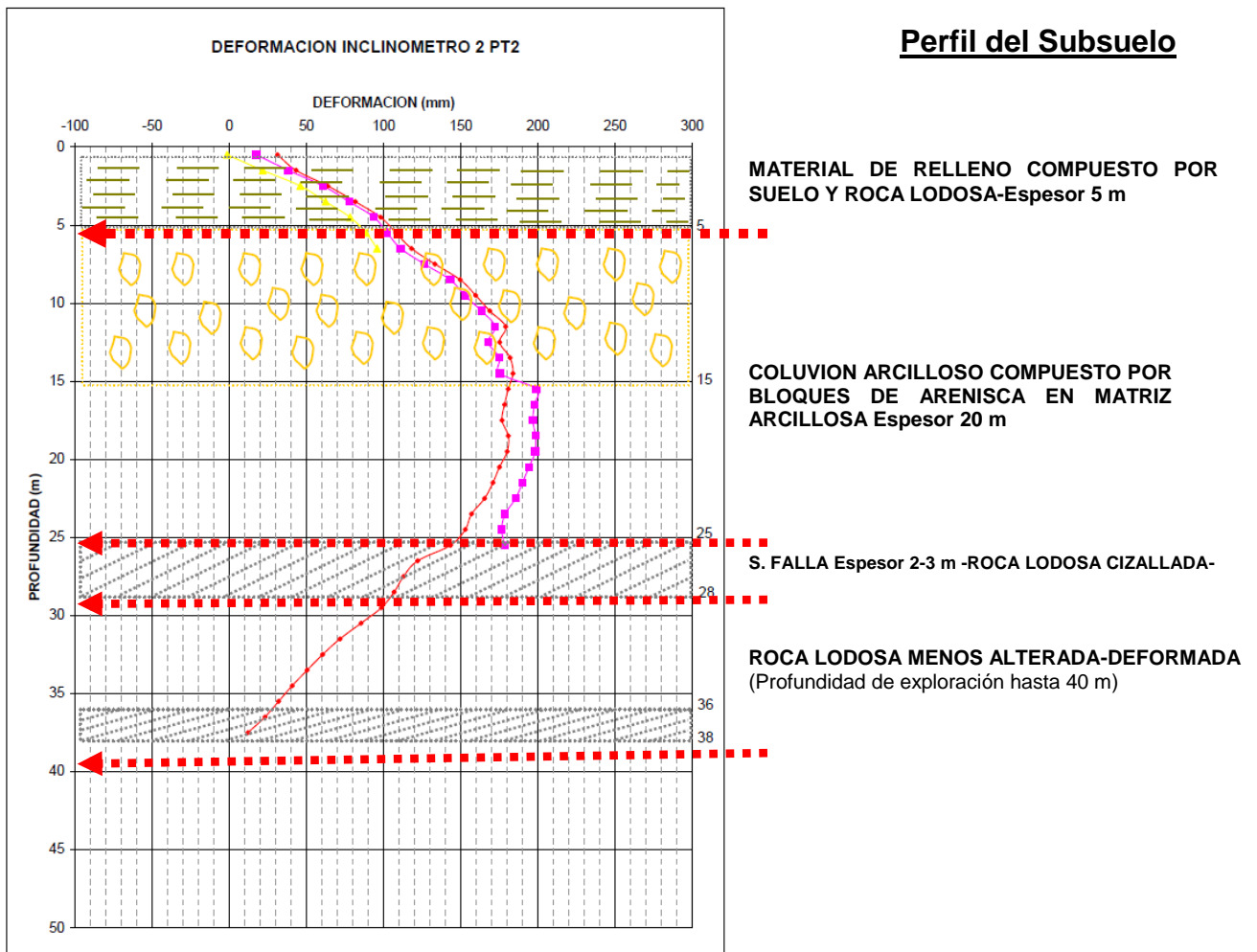


Figura 49. Localización de la superficie de falla del Deslizamiento Sección 440-Movimiento 1(G&C 2008/09)

16.5.4 Análisis de resultados basados en los estudios de 2009 (G&C)

Basados en los registros de deformación obtenidos en los Inclinómetros instalados en el cuerpo del deslizamiento, se establecen dos superficies de falla:

Contacto coluvión/roca lodosa: Se localiza entre 23,0 m y 25,0 m de profundidad promedio, con un espesor de 20,0 a 23,0 m.

Planos de discontinuidad: Superficie de falla en roca cizallada definida a 35,0 m de profundidad. Esta superficie está asociada con planos de discontinuidades (Estratificación y diaclasas) que presentan resistencia al corte residual.

17 RESITENCIA AL CORTE EN PLANOS DE DISCONTINUIDADES DE ROCA LODOSA EN EL DESLIZAMIENTO EL CUNE

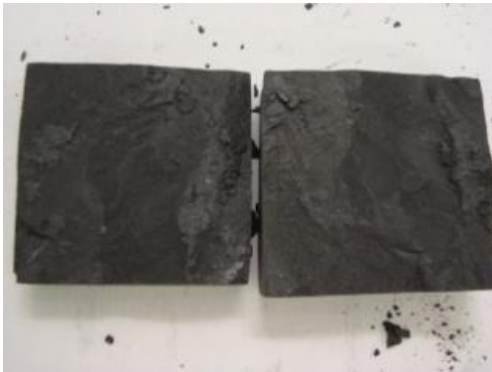
17.1 Parámetros de resistencia al corte obtenidos

En el laboratorio de geotecnia de la Universidad Nacional se realizaron ensayos de corte directo en muestras provenientes de los pozos de abatimiento y la galería de drenaje. Durante los ensayos de corte se midió la resistencia de planos de discontinuidad. Fotografías 36 a 38.



Fotografías 36, 37 y 38

Ensayos de corte directo realizados en planos de discontinuidad de la roca lodosa. En la fotografía 38, se observa el plano de falla después del ensayo de corte. Agosto 2010.



En total se realizaron 5 ensayos de corte directo en planos de discontinuidad de la roca lodosa. Se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 12. Parámetros de resistencia al corte de planos de discontinuidad.

ENSAYO No.	C. Pico (ton/m ²)	Fricción Pico (grados)	C. Residual (ton/m ²)	Fricción Residual (grados)	OBSERVACIONES
1	0,0	39,5	0,0	37,0	Muestra tomada en la galería de drenaje.
2	0,4	14,8	0,0 (*)	13,8 (*)	Muestra tomada en pozo de abatimiento a 12,0 m de profundidad-Plano de discontinuidad.
3	28,0	16,0	-----	-----	Muestra tomada en la galería de drenaje, abscisa K0+100
4	1,2	33,0	0,0	30,8	Muestra tomada en Galería de drenaje
5	0,3	24,7	0,0 (*)	18,5 (*)	Muestra tomada en pozo de drenaje P1 a 11,5 m de profundidad.

(*) Parámetros de cohesión y ángulo de fricción considerados como residuales.

17.2 Presiones de poros medidas en el terreno en el periodo enero – octubre 2010

En este trabajo se da especial interés a los valores de presiones de poros registrados en los piezómetros instalados, se obtuvieron magnitudes máximas entre 18,42 y 20,57 ton/m². Esta condición es una acción in estabilizantes en el deslizamiento, controlada mediante la construcción del drenaje profundo (pozos de abatimiento y galería de drenaje).

17.3 Efecto de la humedad en la resistencia al corte de las rocas lodosas

En la Figura 50 se presenta el efecto de la humedad en ensayos de corte directo realizados por Pineda et al en el año 2006, los ensayos se aplicaron a muestras de roca (Pamplona Marl) provenientes del norte de España, esta roca tenía como evidencia deterioro importante en las propiedades mecánicas, principalmente relacionadas con generación de fisuras que se desarrollaban rápidamente en la fundación de una presa.

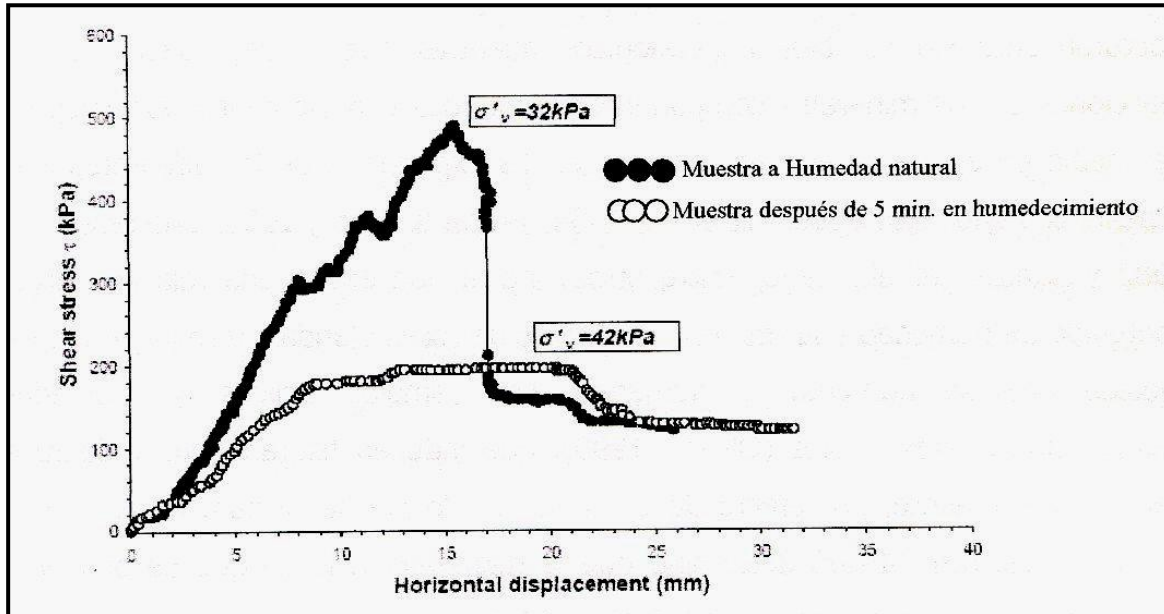


Figura 50. Curva de esfuerzo cortante Vs. Desplazamiento obtenida del ensayo de corte directo para Pamplona Marl (Tomado de Alonso y Pineda, 2006).

17.4 Resistencia al corte considerando ciclos de humedecimiento y secado

Con el fin de considerar los procesos de humedecimiento y secado de los materiales, se realizó un análisis minucioso de 30 ensayos de corte directo realizados en la tesis de maestría de la Universidad Nacional “Influencia de ciclos de humedecimiento y secado en la resistencia al corte de rocas arcillosas”- Tovar Valencia R.D, 2008.

El humedecimiento y secado consistió en sumergir las muestras en agua destilada durante 5 días previa protección de las mismas mediante cinta micro porosa. Durante este proceso la muestra sufre deformaciones irreversibles que originan fisuras disminuyendo su resistencia y formando bloques de dimensiones inferiores a la muestra original. Estas fisuras originan una disminución importante en la resistencia. Cuando se intentó realizar el ensayo con muestras después de solo 1 día de humedecimiento, la sola aplicación de la presión de confinamiento originó la falla de la muestra. (Tovar Valencia R.D., 2008).

El análisis en el presente trabajo consistió en obtener las trayectorias de esfuerzos de los 30 ensayos y definir envolventes de resistencia, estableciendo un área entre las líneas pico y residual, tal como se muestra en la **figura 51**.

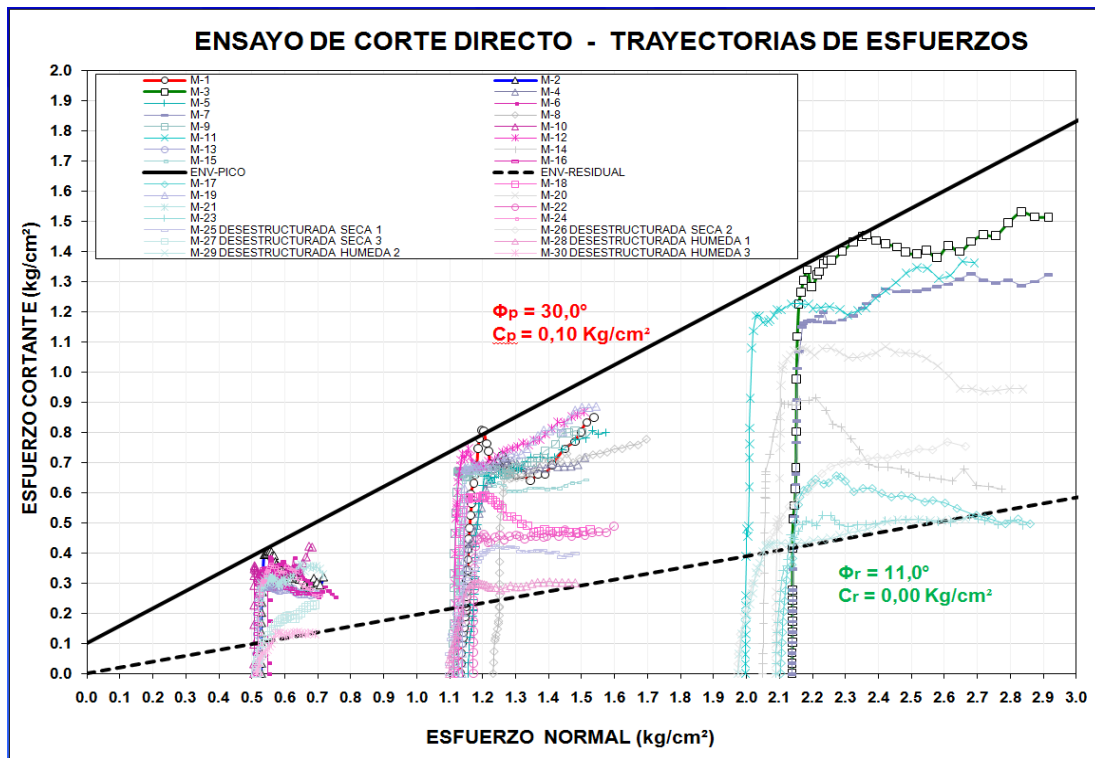


Figura 51. Ensayo de Corte Directo

Con base en los análisis de resultados de los ensayos que consideraron muestras sometidas a diferentes ciclos de humedecimiento y secado, en el presente trabajo de tesis se establecen los siguientes valores de resistencia al corte, **tabla 13**.

Tabla 13. Parámetros de resistencia al corte según envolventes analizadas por C.Palomino S, 2010

CONDICION	Angulo de fricción (grados)	Cohesión (ton/m2)
Resistencia Pico	30,0	1,0
Resistencia Residual	11,0	0,0

Los parámetros de resistencia obtenidos permiten concluir que tanto la humedad como procesos de humedecimiento y secado en el tipo de rocas que conforman el deslizamiento, afectan de manera directa la resistencia al corte, perdiéndose un 65% en el parámetro de ángulo de fricción interna y el 100% en el parámetro de cohesión.

En el caso del deslizamiento de El Cune se ha observado que los materiales son muy sensibles a procesos de humedecimiento después de tener periodos lluviosos. Se ha encontrado en campo que las propiedades mecánicas del material se degradan debido a alteración climática, pasando de un estado de roca a suelo en un periodo de 5 días en este periodo se presenta la pérdida de resistencia del material. (C. Palomino S, 2010).

18 MECANISMO DE FALLA PROGRESIVA EN EL DESLIZAMIENTO EL CUNE

Terzaghi en la Primera Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos (1936) anotaba que los taludes sobre arcillas duras fallaban a resistencia mucho menores que la resistencia al corte no drenada de muestras intactas y postuló el mecanismo por el cual las arcillas duras se ablandan progresivamente como consecuencia de grietas y fisuras asociadas con su estructura secundaria.

Skempton en 1963 (Conferencia Rankine, 1963), demostró que la resistencia que puede desarrollarse a lo largo de la superficie completa de deslizamiento no puede ser igual al valor pico, debido a la falla progresiva. Por otra parte, la resistencia en muchos casos no es tan baja como el valor residual, aunque este último ha llevado a estimativos correctos del factor de seguridad, en especial en caso de reactivación de movimientos.

Skempton observó que los deslizamientos en rocas lodosas están precedidos por el desarrollo progresivo de la superficie de falla, de tal forma que en taludes naturales donde se ha dispuesto del tiempo suficiente para el desarrollo de dicha superficie, la estabilidad final depende sólo de la resistencia residual.

Bjerrum (1966) analiza la relación entre la falla progresiva y los enlaces diagenéticos. La tasa de desarrollo de la falla progresiva en general depende (a) la inclinación del talud (b) la magnitud de las presiones laterales y (c) de la resistencia pico (Figura 52).

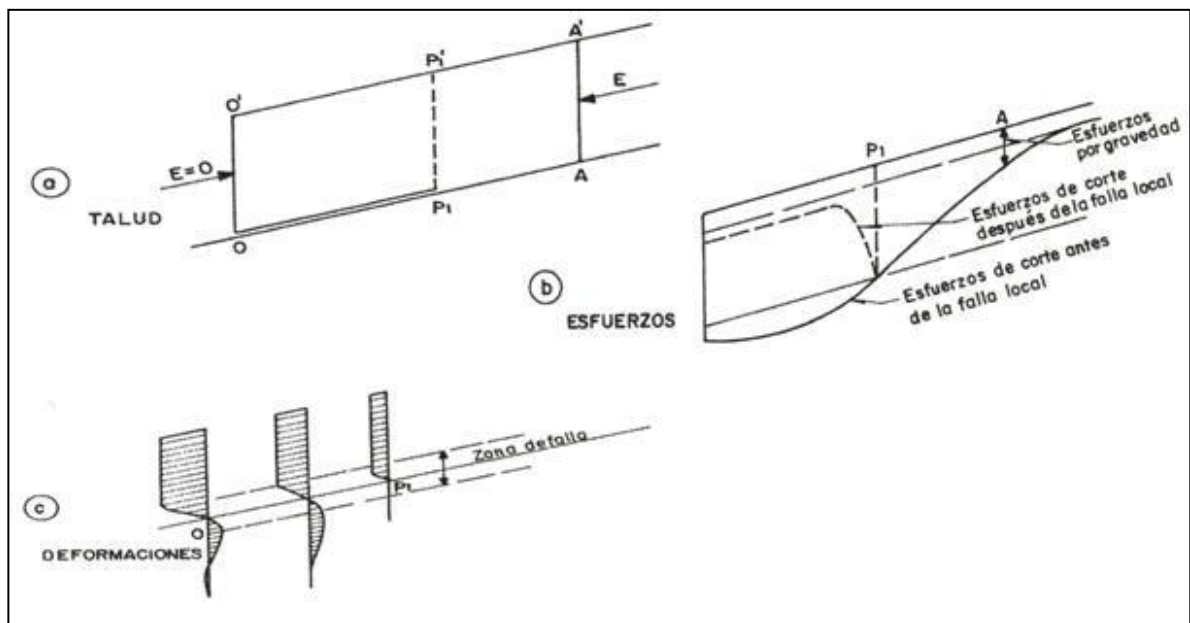


Figura 52 Mecanismo de falla progresiva (Bjerrum 1966).

La deformación diferencial resultante a través de la zona de falla está controlada por la deformación potencialmente recuperable de la roca, “energía de deformación”, y si es suficientemente grande puede reducir la resistencia del valor pico a la residual; como ésta es baja comparada con la resistencia pico, la falla por corte local y la deformación consiguiente producirán de nuevo una disminución notoria en los esfuerzos de corte actuantes a lo largo de OP1 y la redistribución necesaria se traducirá en un aumento de los esfuerzos de corte a la derecha de P1, en esta forma se presentará en un nuevo bloque (P1 BB”P1”) la situación inicial del bloque OAA”O”, puesto que los esfuerzos gravitacionales existentes originalmente, aumentados como consecuencia del mecanismo anterior, pueden superar la resistencia pico del material en la base del nuevo bloque y la falla progresiva continuará desarrollándose (Bjerrum 1966, Rico y del Castillo 1974).

Bjerrum (1966) resume sus experiencias en deslizamientos en taludes de arcillas plásticas sobreconsolidadas y lutitas en los siguientes puntos:

1. Para que se desarrolle una superficie continua de deslizamiento por falla progresiva, debe existir una discontinuidad en algún punto de la masa arcillosa o en sus contornos, donde pueda iniciarse la falla y presentarse las deformaciones requeridas; estas discontinuidades pueden ser escarpes erosionados en el talud, cortes en la pata o zonas de debilidad en cualquier punto de éste.
2. La falla progresiva solo es posible si se satisfacen las tres condiciones siguientes:

Condición 1: Que los esfuerzos laterales internos sean los suficientemente grandes como para causar concentraciones de esfuerzos en el frente de una superficie de deslizamiento incipiente y que tales esfuerzos excedan la resistencia pico.

Condición 2: Que el material tenga suficiente energía de deformación para producir la expansión necesaria en la dirección del deslizamiento y así llevarlo más allá de **la deformación de falla (energía pico)**.

Condición 3: El material debe tener una curva esfuerzo deformación que presente un pico sustancial, esto es, debe ser del tipo deformación-ablandamiento (frágil), para que la resistencia al corte en la zona de falla, no impida la ocurrencia de las deformaciones diferenciales y así la zona de concentración de esfuerzos se traslade hacia la arcilla vecina no fallada.

3. Un factor importante en el desarrollo de la falla progresiva es la tasa de liberación de la energía de deformación almacenada, la cual depende del tipo de enlaces diagenéticos presentes.

4. Con base en la probabilidad de los materiales para fallar, los más peligrosos son las rocas lodosas arcillosas y las arcillas sobreconsolidadas con enlaces diagenéticos fuertes, meteorizadas puesto que la energía liberada produce grandes esfuerzos laterales y una fuerte tendencia a expandirse paralelamente a la superficie; las arcillas sobreconsolidadas con enlaces débiles presentan el mismo peligro tanto en estado meteorizado como no meteorizado; las rocas lodosas arcillosas en estado no meteorizado, son las menos peligrosas, puesto que se impide la liberación de la deformación almacenada.
5. Finalmente se puede observar que los complejos problemas de estabilidad de taludes en arcillas consolidadas y rocas lodosas, están íntimamente relacionados con sus propiedades geológico-ingenieriles especiales.

Cualquiera que sea el progreso inicial, lo que ocurra después de haberse formado una parte de la superficie de deslizamiento dependerá de la inclinación del talud; si es tan pequeño que las fuerzas de gravedad producen esfuerzos de corte menores que la resistencia residual, la masa de suelo fallada no llevará a un deslizamiento. Si el talud es muy empinado, el proceso seguirá en forma similar a los aspectos mencionados anteriormente.

18.1 Mecanismo de falla progresiva en el deslizamiento El Cune.

De manera conceptual el autor de la tesis considera que en El Cune antes de presentarse el deslizamiento formal hacia la banca de la carretera (secciones 440 y 540 en capítulos anteriores), en el periodo comprendido entre 1996 y 1999 existió mecanismo de falla progresiva debido a que se presentó concentración de esfuerzos en zonas de debilidad de las rocas lodosas que facilitaron una disminución de resistencia importante pasando de una condición pico a una residual durante este periodo de tiempo.

Durante los meses de Abril de 1999 a Abril de 2000 se manifestaron las mayores deformaciones en la banca de la vía asociadas con el final del mecanismo de falla progresiva y la formación completa de la superficie de falla y su posterior deslizamiento hacia la parte baja de la ladera. En el periodo 2000 a 2005 se realizaron cambios de geometría y obras correctivas en la ladera para lograr una estabilidad tal que permitiera la operación normal de la vía y disminuir el nivel de riesgo, sin embargo no se alcanzó un grado de estabilidad adecuado debido a que ya se tenía una condición de falla evolucionada y desarrollada, llegando a una condición de resistencia residual.

En el periodo 2005 a 2009 se realizaron estudios más profundos de la zona inestable y actualmente en la presente tesis se ha logrado establecer que en el deslizamiento se han presentado mecanismos de falla progresiva asociados con la presencia de zonas de debilidad y ablandamiento progresivo con el tiempo principalmente en la estructura secundaria de la roca lodosa, la cual ha contribuido fuertemente a la formación de superficies de falla debido a los bajos valores de resistencia al corte del material; lo anterior generó condiciones propicias para que se presentara el mecanismo de falla

progresiva. Se ha establecido que cualquier modificación en la geometría (cortes viales) en laderas compuestas por rocas lodosas, generan un proceso de falla cuyo inicio puede ser una falla progresiva.

En el caso de los rellenos, se ha logrado establecer que aportan la estabilidad debido a que confinan y evitan la generación de discontinuidades por las que se puede iniciar el mecanismo de falla progresiva. En el caso bajo estudio se han construido rellenos de contrapeso de 9,0 m de altura, con el fin de dar confinamiento en la parte inferior del deslizamiento y generar un efecto de contrapeso a las superficies de falla existentes.

En conclusión el mecanismo de falla progresiva en el deslizamiento El Cune se presentó durante el periodo 1997-1999. En el periodo Dic. de 1999 a Dic.2003 se alcanzó la resistencia residual del material, generándose el deslizamiento formal. El periodo 2003 al 2008 en el deslizamiento se alcanzó altas de deformaciones en los materiales asociadas con un efecto de levantamiento del terreno producido por empujes gravitacionales ocasionadas por el desarrollo del mecanismo de falla progresiva. En el periodo 2009 a 2011, se realizaron los mayores esfuerzos para definir los mecanismos de falla del terreno y tratar el deslizamiento.

Quizás durante los inicios del deslizamiento se asoció su mecanismo de falla con procesos superficiales como flujos de tierra y detritos, característica típica de los deslizamientos en rocas lodosas de topografías suaves y deslizamientos de baja tasa de deformación debido a que en superficie se van acumulando pequeños flujos producidos por lluvias que dan dicha impresión. Sin embargo, estos procesos superficiales no permiten al evaluador geotécnico determinar la realidad del mecanismo de falla del terreno; condición que hace que se proyecten obras no suficientes para el control total de las variables que intervienen en la inestabilidad.

Por lo tanto en deslizamientos de rocas lodosas y coluviones asociados es muy importante realizar exploración e instrumentación del subsuelo profunda, determinando en el subsuelo zonas débiles y potenciales superficies de falla que puedan generar un deslizamiento profundo en bloque como el mecanismo de falla el Cune, el cual reúne todas las propiedades de un deslizamiento complejo en el que han intervenido todos los factores de inestabilidad de las rocas lodosas.

19 OBSERVACIONES GEOTÉCNICAS EN EL SITIO DE ESTUDIO

19.1 Reconocimientos de campo

Se han llevado a cabo reconocimientos de campo al sitio de El Cune con participación del Director de Proyecto y el grupo de Investigación de rocas Lodosas de la SCG, integrado por Geól. Juan Montero Olarte, Geól. Ricardo Cortés del Valle, Ing. Mario Camilo Torres Suárez, Ing. César A. Palomino S. Los reconocimientos se realizaron con el fin recopilar información de campo en el sitio de El Cune y proyectos viales localizados en laderas compuestas por rocas lodosas y coluviones.

Tabla 14. Descripción de información de campo-Visitas al sitio El Cune, año 2010


MES	OBJETIVO	OBSERVACIONES/RESULTADOS
Marzo	Ver en el terreno la evolución inicial del deslizamiento y el planteamiento del programa de instrumentación y monitoreo.	Se conoció en detalle el diseño de las obras y el programa de monitoreo planteado en obra, estableciendo variables y límites de desplazamiento, principalmente en excavaciones.
Abril	Observación de los materiales excavados en pozos de Abatimiento-caissons de drenaje. Observar los efectos de la meteorización física de los materiales debida a los factores ambientales en el sitio.	Se realizaron descripciones de las características de los materiales excavados. Se tomaron tiempos de degradación de materiales. Establecimiento de rangos de tiempo Vs. Pérdida de resistencia de rocas Lodosas debida a factores ambientales y climáticos.
Mayo	Observación de los materiales excavados en pozos de Abatimiento-caissons de drenaje. Observación del comportamiento del agua en las excavaciones, con base en el avance, toma de fotografías representativas de los materiales excavados, realizando registros geotécnicos.	Se obtuvo información de las características geotécnicas de los depósitos de ladera (Composición) estableciendo los tipos de bloques y las propiedades de la matriz de los depósitos que cubren la zona inestable.
Junio	Observación de los materiales excavados en pozos de Abatimiento-caissons de drenaje. Observación del comportamiento del agua en las excavaciones, con base en el avance, toma de fotografías representativas de los materiales excavados, realizando registros geotécnicos. Toma de muestras de bloque para realizar caracterización En este mes se realizó visita técnica junto con el grupo de Investigación de rocas Lodosas de SCG.	Se obtuvieron muestras de bloque para caracterizar en el laboratorio. Se llevaron a cabo registros geotécnicos de las excavaciones efectuadas para pozos de drenaje. En conjunto con el grupo de rocas Lodosas de la SCG, se llevaron a cabo observaciones detalladas de macizos rocoso compuestos por rocas Lodosas Vs. la localización del primer Tramo de la ruta del Sol, se contó con la valioso aporte del Geól. Camilo Torres Sierra, conocedor de este proyecto. En campo se realizaron discusiones relacionadas con el comportamiento Geotécnico-Geológico de las laderas que serán intervenidas planteando de manera preliminar soluciones intermedias, pensando en los factores de inestabilidad que se pueden presentar durante la construcción de este Proyecto. Se recopiló información básica de campo para la preparación del Artículo que presentó el grupo GRL-SCG en la ciudad de Manizales el día 21 de Septiembre de 2010.
Julio	Observación de los materiales excavados en pozos de Abatimiento-caissons de drenaje y la galería de Drenaje.	Se obtuvieron datos de instrumentación relacionados con deformaciones del terreno y de las estructuras verticales construidas en la base del deslizamiento.


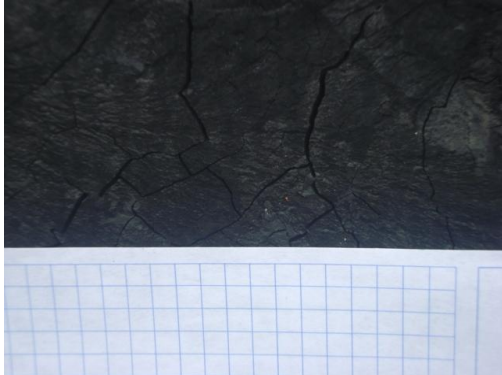

MES	OBJETIVO	OBSERVACIONES/RESULTADOS
	<p>Obtener información de instrumentación (deformaciones y presiones de poros).</p> <p>Obtener registros de lluvias y deformaciones máximas del terreno.</p> <p>Observar comportamiento del sistema profundo de drenaje.</p>	<p>Se dieron sugerencias técnicas a los Asesores geotécnicos de la Obra, relacionadas con necesidades de drenaje y refuerzo de estructuras de contención.</p>
Agosto	<p>Ver el efecto del drenaje sobre las tasas de desplazamiento del terreno.</p> <p>Observa el comportamiento de las lluvias en el sitio de estudio.</p>	<p>Se obtuvieron datos de instrumentación relacionados con deformaciones del terreno y de las estructuras verticales construidas en la base del deslizamiento.</p> <p>Se dieron sugerencias técnicas a los Asesores geotécnicos de la Obra, relacionadas con necesidades de drenaje y refuerzo de estructuras de contención.</p>
Septiembre	<p>Observar el comportamiento del terreno con el sistema de drenaje profundo ya en funcionamiento (pozos de drenaje).</p> <p>Observar avance de excavación y desempeño de la galería de drenaje.</p>	<p>Se obtuvieron datos de instrumentación de un periodo del periodo marzo –septiembre, con definición de tendencias de movimiento.</p> <p>Se dieron sugerencias técnicas a los Asesores geotécnicos de la Obra, relacionadas con necesidades de drenaje y refuerzo de estructuras de contención.</p>
Octubre	<p>Obtener información de Instrumentación del deslizamiento.</p>	<p>Se obtuvo información de instrumentación en el periodo marzo-octubre, definiendo tendencias reales de desplazamiento y tasas de movimiento.</p>



19.2 Alteración de los materiales Vs. condiciones ambientales del sitio

En el sitio se observaron los materiales provenientes de las excavaciones, escogiendo muestras representativas para observaciones periódicas que permitieran definir y establecer cambios en las características de los materiales. Se establecieron seis estados de alteración de la roca Vs. el tiempo después de excavación presentados en la **Tabla 15**.

Tabla 15 Estados de alteración de la roca lodosa después de las excavaciones, año 2010.

TIEMPO	GRADO DE ALTERACIÓN	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA	FOTOGRAFÍA
<p>ESTADO 1</p> <p>Roca recién excavada (t=0)</p>	BAJO	<p>Bloque de roca de 0,10 a 1,15 m de lado, color gris oscuro, consistente.</p>	

TIEMPO	GRADO DE ALTERACIÓN	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA	FOTOGRAFÍA
<p style="text-align: center;">ESTADO 2</p> <p>Muestra después de excavada (t=5 horas)</p>	<p style="text-align: center;">BAJO-MEDIO</p>	<p>Se inicia un proceso de secado y fisuras de 1 a 3 mm con una orientación preferente. Los planos pre-existentes presentan mayor abertura.</p>	
<p style="text-align: center;">ESTADO 3</p> <p>Muestra después de excavada (t=36 horas)</p>	<p style="text-align: center;">MEDIO</p>	<p>Las fisuras presentan mayor espesor. Hay intercomunicación de fisuras. Se mantiene el comportamiento como ROCA.</p>	
<p style="text-align: center;">ESTADO 4</p> <p>Muestra después de excavada (t=72 horas)</p>	<p style="text-align: center;">ALTO</p>	<p>Se intercomunican los planos, presentan espesores del orden de 3 a 6 mm. El bloque de roca observado pierde la forma, presenta irregularidad en sus aristas y se presentan desprendimientos locales generándose superficies de pequeños flujos de fragmentos en las caras del bloque.</p>	

TIEMPO	GRADO DE ALTERACIÓN	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA	FOTOGRAFÍA
ESTADO 5 Muestra después de excavada (t=108 Horas)	MUY ALTO	El bloque pierde la forma y se presenta en pequeños fragmentos, menores a 0.5 cm. Inicia la transición de ROCA a SUELO.	
ESTADO 6 Muestra después de excavada (t=5 días)	MUY ALTO	Comportamiento como un SUELO compuesto por fragmentos delgados de aristas pronunciadas.	

En total se establecieron seis (6) estados de alteración en los cuales se pasa de una condición de roca lodosa a suelo residual en un periodo de 5 días, en las cuales los materiales estuvieron sometidos a cambios bruscos de temperatura y humedad. Durante este proceso se pierde la estructura de la roca.

Se concluye que las rocas y los materiales de las formaciones geológicas presentes en la zona de estudio están sometidos a pérdida rápida de resistencia y cambios en sus propiedades por efecto del clima (ciclos naturales de humedecimiento y secado).

19.3 Registro geotécnico de excavaciones

19.3.1 Excavaciones para caissons (pozos) de drenaje

Dentro de las labores de campo se llevó a cabo un registro geotécnico de los materiales encontrados en las excavaciones de los “caissons” (pozos) drenantes localizados en la parte media del deslizamiento. En la tabla 16 se presenta la localización y las características de estas estructuras de drenaje.

Tabla 16. Localización y características de los caissons (pozos) drenantes, año 2010

REFERENCIA	COORDENADAS	OBSERVACIONES	FOTOGRAFÍA
Pozo de abatimiento No. 1.	N 1.046.280 E 955.428	Final Excavación Abril 10 2010	
Pozo de abatimiento No. 2.	N 1.046.319 E 955.446	Final Excavación Abril 10 2010	
Pozo de abatimiento No. 3.	N 1.046.356 E 955.452	Final Excavación Mayo de 2010	
Pozo de abatimiento No. 4.	N 1.046.274 E 955.500	Final Excavación Mayo de 2010	

En cada uno de los pozos se elaboró un registro de los materiales encontrados, dando especial énfasis a los espesores de depósito y las profundidades de las superficies de falla del deslizamiento (**Figura 53**).

19.3.2 Registro de excavación pozos de drenaje 1, 2, 3.

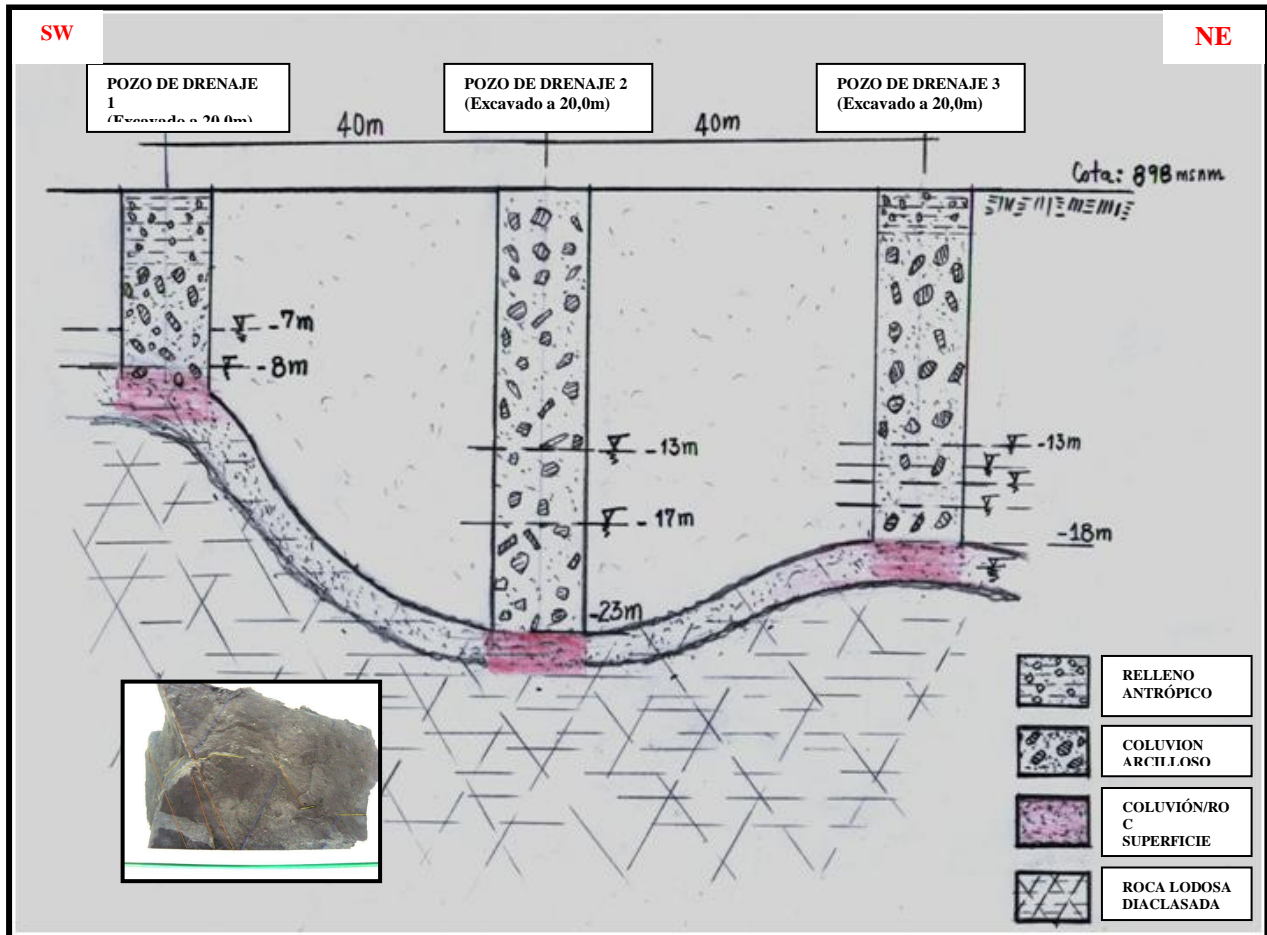


Figura 53. Sección transversal SW (Flanco derecho), NE (Flanco izquierdo)-Perfil estratigráfico de campo, C. Palomino S.

En la figura anterior se describen los materiales registrados en campo durante las excavaciones de los pozos 1, 2 y 3. Los pozos de drenaje alcanzaron una profundidad de 20,0 m. En la zona central de la masa deslizada existe una “cubeta” cubierta por un depósito coluvial de espesor de 18,0 a 23,0 m. El coluvión presenta una matriz arcillosa blanda que ha facilitado el desplazamiento de esta masa sobre el sustrato rocoso, contribuyendo a la inestabilidad del terreno.